Die schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis

Von der

Technischen Hochschule zu Breslau

zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs

genehmigte

Dissertation

Vorgelegt von

Dipl.-Ing. **Erich Paproth**
aus Berlin-Wilmersdorf

Referent: Prof. Dr.-Ing. Beger
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Mann

Tag der mündlichen Prüfung: 12. Juli 1929

BERLIN 1930

Veröffentlicht in der Zeitschrift „Die Bautechnik“,
III. verstärktes Vierteljahrsheft, Jahrgang 1929.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.

I. Erfindung der schrägen Absenkung.

Für den Bau von massiven Brückenpfeilern, Ufermauern und Wehren findet die Druckluftgründung vielseitige Verwendung; gibt es doch kein anderes Gründungsverfahren, das bei noch so unübersichtlichen und schwierigen Untergrundverhältnissen mit solcher Sicherheit zum Ziele führt wie sie. Mit der „Verordnung zum Schutze der Preßluftarbeiter" vom 28. Juni 1920 ist auch eine einheitliche und strenge Regelung der Schutzmaßnahmen eingeführt worden, deren Einhaltung die von den Gegnern des Verfahrens gern hervorgehobene Gefährlichkeit mindestens auf die jeder anderen Bauarbeit herabmindert.

Ihrer vermehrten Anwendung entsprechend hat die Druckluftgründung in den letzten Jahrzehnten eine ganze Reihe von Verbesserungen erfahren, die sich auf die zur Anwendung gelangenden Geräte und Luftschleusen, die Konstruktion der Senkkasten sowie das Verfahren ihrer Absenkung durch das Wasser bis auf den tragfähigen Grund beziehen. Die Form der Senkkasten und der darüberliegenden Mauerwerkskörper, die zusammen als Grundkörper bezeichnet werden können, blieb jedoch im wesentlichen dieselbe, wie sie von früher her bekannt war. Daher kam es, daß unter Druckluft abzusenkende Grundkörper zum Übertragen lotrechter oder annähernd lotrechter Kräfte auf den Baugrund in großer Zahl entworfen und gebaut wurden, das Verfahren aber dort, wo es sich um Aufnahme großer wagerechter Kräfte handelte, oft zu unwirtschaftlichen Abmessungen führte.

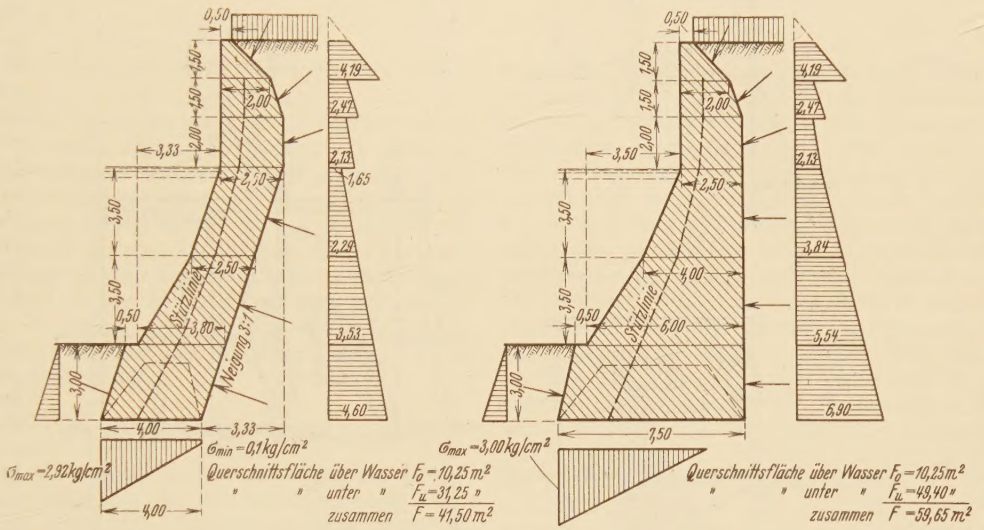


Abb. 1.

Der Grund hierfür liegt darin, daß es nicht möglich ist, einen senkrecht abzusenkenden Grundkörper einer schräg verlaufenden Stützlinie anzupassen. Auch läßt sich die Tragfähigkeit des Bodens in größeren Tiefen durch Bodenuntersuchungen mittels Bohrlöcher nicht derart genau bestimmen, daß die Höhenlage für die Gründungssohle im voraus eindeutig festgelegt werden kann. Erst die Absenkung selbst ermöglicht eine genaue Erkenntnis des Untergrundes durch Untersuchung im Arbeitsraum des Senkkastens und damit die Feststellung der endgültigen Gründungstiefe. Nun ändern sich aber die statischen Verhältnisse der mit wagerechten Kräften belasteten Bauwerke ganz erheblich bei Veränderung der Gründungstiefe, weil das Moment in bezug auf die Gründungssohle bei tieferer Lage der letzteren infolge der Verlängerung des Hebelarmes und, wenn die wagerechte Kraft der Erddruck ist, auch infolge der Vergrößerung derselben zunimmt. Die resultierende Kraft, die bei einer gewissen Gründungstiefe z. B. durch den wasserseitigen Drittelpunkt geht, wird bei einer tieferen Gründung aus dem mittleren Drittel herauswandern und dadurch größere Bodenpressungen erzeugen und die Standsicherheit vermindern. Will man daher sicher gehen, so muß man den ganzen Grundkörper und den Senkkasten für die größte Gründungstiefe, die vielleicht erreicht wird, bemessen. Das bedeutet jedoch in vielen Fällen unnötig aufgewendete Betonmassen und geförderte Bodenmengen.

Es ist das Verdienst des Oberingenieurs C. Ph. Hansen, Leiters der Tiefbau-Abteilung der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., durch die Erfindung der schrägen Absenkung den Weg gezeigt zu haben, wie obige Nachteile der Druckluftgründung vermieden werden können. Das Verfahren, das der genannten Firma durch Deutsches Reichspatent 433 408 geschützt ist, wurde bis jetzt für acht Absenkungen angewandt und ist für mehrere weitere Bauwerke vorgesehen. Verfasser dieser Schrift hat unter Oberleitung des Erfinders die ersten sieben schrägen Absenkungen als örtlicher Bauleiter durchgeführt und die dazu erforderlichen theoretischen Untersuchungen angestellt.

II. Die Sonderheiten gegenüber der lotrechten Absenkung

a) der Bauwerke.

Der wesentliche Unterschied eines mittels Druckluft gegründeten Bauwerks, das schräg abgesenkt ist, von einem in alter Weise niedergebrachten geht augenfällig aus Abb. 1 hervor, in der zwei Ufermauern gegenübergestellt sind bei völlig gleichen Untergrund- und Wasserverhältnissen, gleichen Oberteilen und gleichen größten Bodenpressungen. Der unter Wasser liegende Teil, also der eigentliche Grundkörper, hat eine Querschnittsfläche von 49,4 m² bei der lotrecht abgesenkten, gegenüber 31,25 m² bei der schräg abgesenkten Mauer. Die Ersparnis an Beton beträgt also 18,15 m³ für 1 lfd. m Mauer, das sind 37 %. Die Senkkasten haben eine Breite von 7,50 m gegenüber 4 m, die Ersparnis an unter Druckluft zu förderndem Boden beträgt demnach sogar 47 %. Die Stützlinie hat in dem einen Fall bereits das mittlere Drittel der Bodenfuge verlassen und würde sich bei einer nur wenig tieferen Absenkung schnell der Außenkante nähern, bei der schrägen Mauer liegt sie noch im Kern und verläuft annähernd parallel zur Absenkrichtung. Bei einem Tiefergehen ändern sich also die Bodenpressungen und die Standsicherheit nur unwesentlich.

Abb. 1 zeigt auch die für die Ausführung der schrägen Absenkung erforderliche Abänderung des Senkkastens selbst. Seine Außenwände sind ebenfalls schräg, und zwar parallel zur Absenkrichtung angeordnet, wodurch die gewünschte Führung beim Durchfahren des Bodens erteilt wird. Dem Mauerkörper selbst kann an der Wasserseite (in Zukunft Vorderseite genannt) eine Begrenzung gegeben werden, die sich nur nach den statischen Erfordernissen des fertigen Bauwerks zu richten hat. Die landseitige Wand (Leit- oder Rückwand) wird jedoch zweckmäßig in der geraden Verlängerung der Rückwand des Senkkastens bis annähernd zur Wasseroberfläche hochgezogen. Wenn außerdem der dicht unter dem Wasser befindliche Bauwerksteil eine zur Rückwand parallele Vorderwand besitzt (wie in Abb. 1 dargestellt), so kann durch Veränderung der Höhe dieses Teiles eine höhere oder tiefere Lage der Gründungssohle ausgeglichen werden. Steht die Gründungstiefe von vornherein genau fest, kann der Rückwand über dem Senkkasten auch eine steilere Richtung gegeben und die Form der Mauer dadurch noch mehr der Stützlinie angepaßt werden.

b) der Absenkung.

Das schräge Absenken selbst geht ähnlich dem lotrechten Absenken vonstatten. In Abb. 2 sind verschiedene Zustände beider Verfahren gegenübergestellt, wobei es sich um die Herstellung der in Abb. 1 gezeigten beiden Ufermauern handeln möge.

Es sei angenommen, daß beide Senkkasten von Anschüttungen (sogenannten Inseln) aus niedergebracht werden, die an der Wasserseite durch behelfsmäßige Wände gehalten sind.

Nachdem die vorbereitenden Arbeiten, wie Herstellen der Anschüttung, Aufbau der Krane, Verlegen der Fördergleise usw. erledigt sind, werden die Senkkasten zusammengebaut bezw. betoniert. Außer der Breite unterscheidet die Neigung der landseitigen Außenwand, der Rückwand, beide Kasten grundlegend. Für die lotrechte Absenkung ist diese Wand zwar gleichfalls lotrecht angeordnet, für den Bauvorgang ist das jedoch nicht erforderlich; sie könnte auch ebensogut eine Neigung haben in dem Sinne, daß sich der Senkkasten nach oben hin noch mehr verjüngt. Nur um für das endgültige Bauwerk die Gewichte möglichst nach der Landseite zu bringen, ist für die Wand der Grenzfall der lotrechten Stellung gewählt.

Für die schräge Absenkung gibt es nur eine Neigung der Rückwand, das ist die Absenkrichtung. In dieser leitet die Rückwand den Senkkasten beim Durchdringen des Untergrundes, indem sie an der Erdwand heruntergleitet. Aus diesen Gründen kann die Rückwand auch als Leitwand bezeichnet werden.

Das die Luftschleuse tragende Schachtrohr soll im Schutze eines aus dem Betonmauerwerk ausgesparten Schachtes bleiben. Es ist deshalb für die lotrecht abzusenkende Ufermauer außermittig nach der Landseite

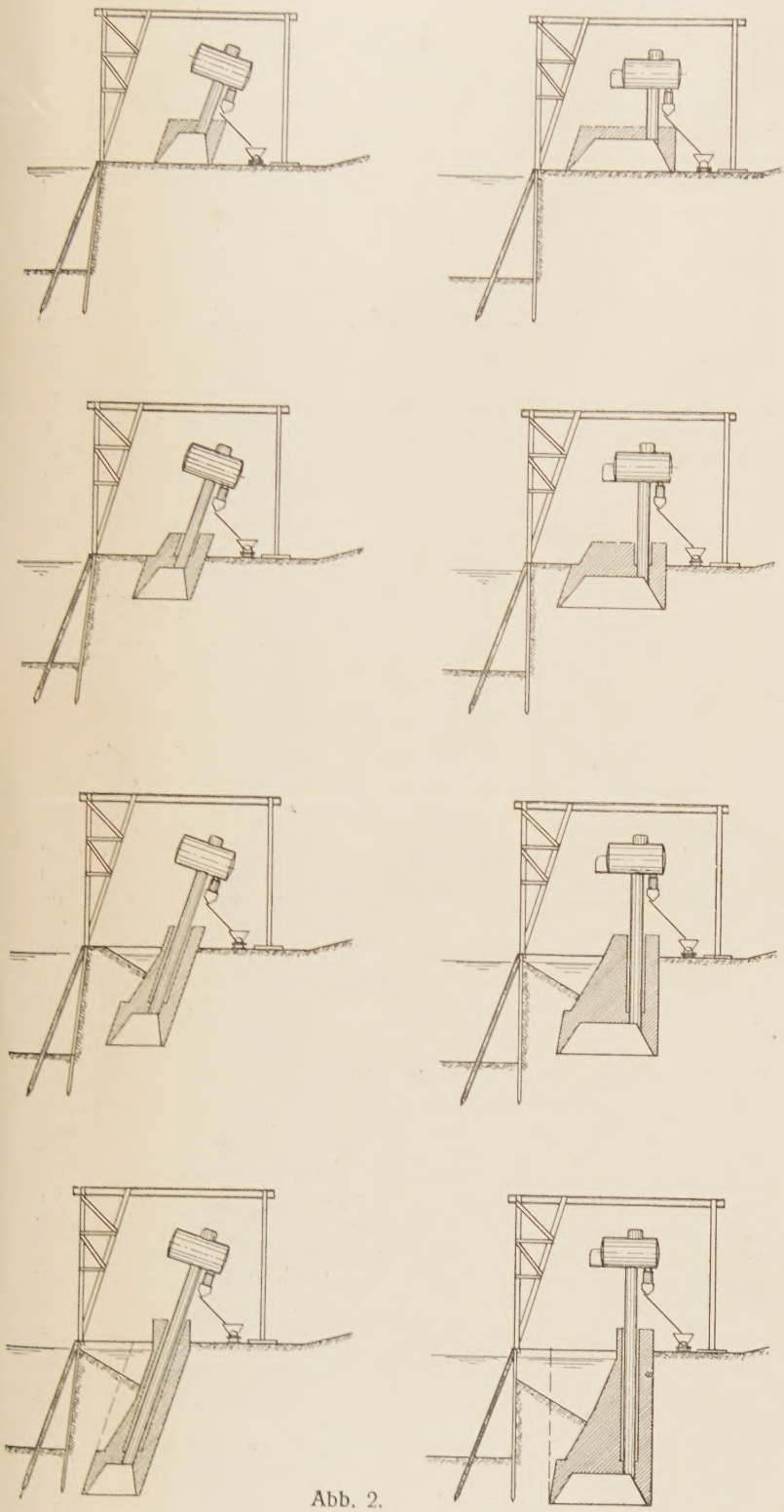


Abb. 2.

zu aufgestellt, für die schräge Mauer muß es schräg gestellt werden. Nachdem die Luftschleuse mittels des Schleusenkranes aufgesetzt ist und die Luftleitungen mit den Luftpumpen verbunden sind, kann die Absenkung beginnen.

Durch das Ausgraben von Boden im Arbeitsraum erhalten beide Kasten das Bestreben, infolge ihrer Schwere senkrecht in den Boden abzusinken. Beim alten Verfahren ist das ohne weiteres möglich, beim neuen steht die landseitige Rückwand (die Leitwand) im Wege. Sie versucht zunächst, den Erdboden nach dem Lande zu beiseite zu schieben. Das gelingt ihr auch in der obersten Bodenschicht. Bald wächst jedoch das Widerstandsvermögen der Erdwand, dessen größter Wert der „passive Erddruck“ (gemäß dem neueren Brauche im folgenden als „Erdwiderstand“ bezeichnet) ist, immer mehr an, bis der Boden schließlich standhält und der Senkkasten beim weiteren Absenken gezwungen wird, die Richtung seiner Leitwand einzuhalten. Der Senkkasten bewegt sich also zunächst ein kurzes Stück nach unten und wird dann stetig bis zur gewollten Neigung abgelenkt.

Bei weiterem Fortschreiten des Absenkens versinkt nach dem eigentlichen Senkkasten der Mauerkörper in den Boden, dessen Rauminhalt geringer ist als der abgegrabene Boden. Letzterer wird nicht mehr vollständig durch das Mauerwerk ersetzt, und auf der Wasserseite bildet sich ein immer größer werdendes Loch. Das hat zwar den Vorteil, daß der betreffende Boden nach Herausziehen der vorläufigen Abschlußwand nicht mehr durch Naßbaggerung entfernt zu werden braucht; aber der Erddruck auf die abzusenkende Mauer von der Wasserseite wird immer geringer, während der von der Landseite immer größer wird.

Der Überschuß an Erddruck von der einen Seite her erzeugt ein Moment, das die abzusenkende Mauer nach der Wasserseite zu kippen versucht und daher die wasserseitige Schneide mehr belastet als die landseitige. Da die Lastübertragung durch die Schneiden begrenzt ist, wird in einer bestimmten Tiefe ein Zustand erreicht, in dem dem Erddruck von der Landseite nicht mehr standgehalten werden kann. Hierdurch ist der Absenkungstiefe eine Grenze gesetzt. Schon rein gefühlsmäßig läßt sich aus der Zeichnung erkennen, daß diese Tiefe für die schräg abgesenkte Mauer trotz des kleineren Senkkastens mindestens ebenso groß ist wie bei der anderen; denn der Erddruck vom Lande her auf die schräge Leitwand ist kleiner als der auf die lotrechte Wand, und außerdem legt sich die schräg abzusenkende Mauer mit ihrem ganzen Gewicht gegen den Boden und erzeugt dadurch eine wirksame, dem Erddruck entgegengesetzte Kraft.

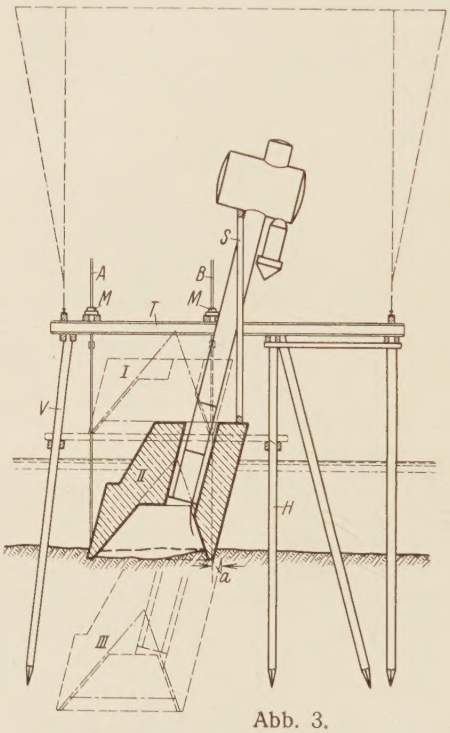


Abb. 3.

Aus diesem Grunde liegt die Leitwand des Grundkörpers immer fest gegen die Bodenwand an und verhindert auf diese Weise ein etwaiges Nachsacken des Erdreichs. Das ist besonders wichtig, wenn das Gelände stark ansteigt und zu Rutschungen neigt.

Der weitere Verlauf ist für beide Verfahren wieder gleich: Nachdem die gewünschte Tiefe erreicht ist, wird der Arbeitsraum ausbetoniert, das Druckluftgerät abgenommen und der Schacht für das Steigrohr mit Beton ausgefüllt.

Befindet sich die Baustelle für einen schräg abzusenkenden Grundkörper im freien Wasser, so kann es wirtschaftlicher sein, den Senkkasten an Stelle von einer Inselschüttung von einem Gerüst aus in Spindeln hängend bis auf den Boden abzulassen. Abb. 3 zeigt den Querschnitt eines solchen Aufhängegerüstes ähnlich, wie es in Christianstadt angewendet wurde. Der Senkkasten hängt an den Spindeln *A* und *B*, deren Muttern *M* auf je zwei im Abstand von etwa 0,80 m voneinander verlegten eisernen Trägern aufliegen. Die Träger werden von den Pfahlreihen *V* und *H* gestützt. Der Senkkasten wird von seiner ursprünglichen Lage I aus lotrecht abgesenkt und, sobald er auf dem Boden aufsteht (Zustand II), ausgehängt. Die weitere Absenkung bis zur endgültigen Stellung III geht genau so vonstatten wie bei einer Versenkung vom Lande aus, und läßt sich gleichfalls im voraus berechnen. Nur muß durch sorgfältige Untersuchungen der Flußsohle die Höhenlage genau festgelegt werden, in der der Senkkasten ausgehängt und mit den Schneiden auf den Boden gestellt werden soll. In Abb. 3, Zustand II ist der Kasten kurz vor dem Aushängen dargestellt. Die Schneiden sind rd. 0,5 m in die Sohle eingedrungen, wobei der Boden an der vorderen Schneide abgeschachtet ist, um sie infolge ihrer geringen Belastung nicht schon vorher aufstehen zu lassen. Die hintere Schneide ist unter Verdrängung der obersten aufgeweichten Schicht lotrecht bis zum festeren Boden vorgedrungen. Für diese Höhenlage ist das Vorsatzmaß *a* zu berechnen und danach die genaue Lage des Gerüstes und der Aufhängepunkte zu bestimmen.

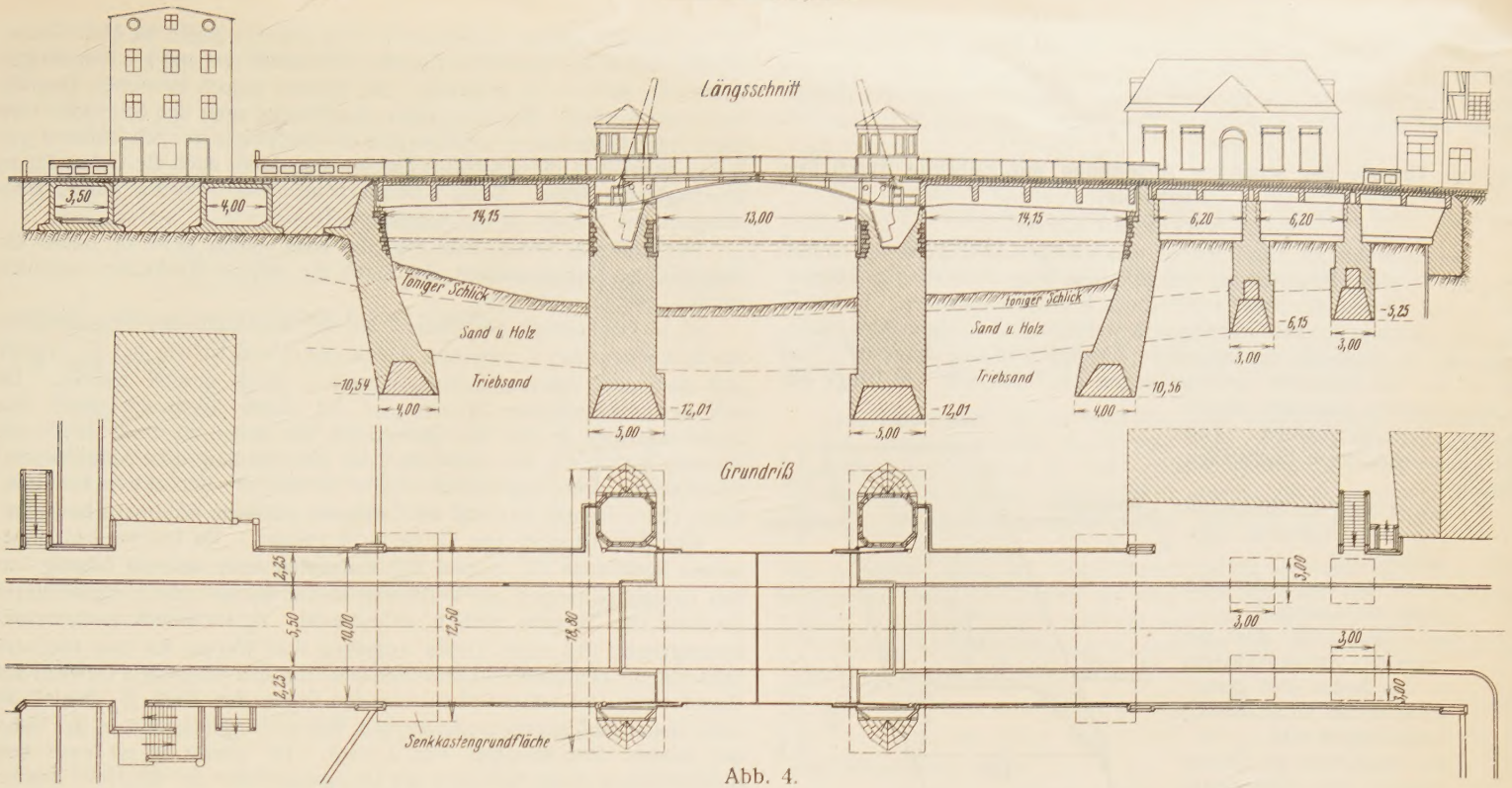


Abb. 4.

III. Die Entwicklung des Verfahrens bei den ersten Ausführungen.

a) Das Boberwehr bei Christianstadt.

Der erste schräge Senkkasten wurde im August und September des Jahres 1924 in Christianstadt am Bober abgesenkt. Hier war das hölzerne Wehr eines in Privathänden befindlichen Stauwerks dem Hochwasser zum Opfer gefallen, und an seiner Stelle wurde ein 15,5 m langer, 4 m breiter Senkkasten quer zur Stromrichtung schräg abgesenkt, der gleichzeitig als Grundschwelle und als Fundament der drei Wehrpfeiler diente. Er hatte daher die wagerechten Wasserdrücke auf die Schütztafeln aufzunehmen. Der Senkkasten wurde an einem Gerüst hängend betoniert und mittels Spindeln abgelassen. Seine Rückwand legte sich gegen zwei eiserne Träger NP $42\frac{1}{2}$, die in der beim Absenken einzuhaltenden Richtung 3:1 eingerammt waren und als Führung dienten.

b) Die Widerlager für die Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate.

Die nächste Anwendung des neuen Verfahrens wurde im Winter 1924/25 beim Bau der beiden Widerlager für die Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate i. Meckl. im Auftrage der Reichsbahndirektion Schwerin gemacht. Die Senkkasten hatten eine Grundfläche von je $3{,}5 \times 7$ m und wurden in einer Richtung von 4:1 abgesenkt. Beide konnten von Land aus in den Untergrund abgelassen werden. Da man der führenden Kraft des Erdbodens noch nicht traute, wurden zur Einhaltung der entwurfsgemäßen Richtung je zwei starke Profileisen eingerammt.

c) Die Übergangspfeiler für die „Hohe Brücke" in Elbing.

Die gleiche Vorsichtsmaßnahme wurde beim Absenken der beiden Übergangspfeiler für die Hohe Brücke in Elbing im Jahre 1925 getroffen (Abb. 4). Auch hier wurde von „Inseln" aus abgesenkt, und es waren mehrere Meter starke Schichten aus Schlick zu durchfahren. Da es aber infolge der vielen Hindernisse im Boden nicht gelang, die Führungsträger unbeschädigt einzurammen, wurde beim zweiten Pfeiler der Versuch gemacht, die Führungsträger im Abstande von 0,10 m hinter der entwurfgemäßen Absenkungslinie einzurammen, um sie im Notfall noch zur Führung benutzen zu können. Es zeigte sich, daß die Form des Senkkastens allein genügte, um durch die Führung im Boden ein Absenken in der gewollten Richtung 5:1 zu bewirken.

Infolge der schlechten und unübersichtlichen Bodenverhältnisse entschloß man sich in Elbing noch im letzten Augenblick dazu, die Übergangspfeiler um je 2 m tiefer zu gründen, als im Entwurf vorgesehen war, d. h. die Gründungs- gleich Absenktiefe wurde von 8,50 m auf 10,50 m, also um 23% vergrößert. Die statische Untersuchung ergab, daß die Resultierende trotzdem im mittleren Drittel blieb. Zur Sicherheit wurde bei dem bis oben mit Boden hinterfüllten östlichen Pfeiler ein Tornister angebracht, der die Resultierende wieder in die Mitte drückte.

d) Die Widerlager für die Straßenbrücke über den Großschiffahrtweg Berlin—Stettin bei Schwedt.

Im Gegensatze zu den Widerlagern in Plate und Elbing, die als wagerechte Kraft den Erddruck aufzunehmen hatten und daher vom Lande nach dem Wasser zu schräg abgesenkt wurden, handelte es sich bei der nächsten Anwendung des neuen Verfahrens beim Bau der Straßenbrücke bei Schwedt (1927) um die Aufnahme von Schüben einer weitgespannten Betonbogenbrücke. Hier mußten also die Widerlager vom Wasser nach der Landseite zu schräg in den Untergrund eingelassen werden. Die Absenkung geschah wieder von Inseln aus, und zwar zum ersten Male ohne Anwendung besonderer Maßnahmen zur Führung der Senkkasten im Erdreich, wie z. B. eingerammter Träger. Dies erschien zunächst gewagt in Anbetracht des Umstandes, daß der Erdboden, gegen den sich die Leitwand zu legen hatte, in den oberen Schichten aus frisch aufgeschüttetem Boden bestand, also nur mit einem verhältnismäßig geringen passiven Erddruck zu rechnen war. Anderseits steigt das Gelände auf dem linken Oderufer nach dem Lande zu an und wird durch daraufstehende, vom Widerlager nur 10 m entfernte Häuser belastet. Ein großer aktiver Erddruck auf die Vorder- (hier landseitige) Wand mußte also auftreten. Hinzu kam die Breite von 9,80 m des Senkkastens gegenüber der größten vorher angewandten Breite von 4 m. Trotz dieser veränderten Verhältnisse entschloß sich die ausführende Unternehmung, gestützt auf die früheren Erfahrungen und die Ergebnisse von Berechnungen, die nach Art der im Abschnitt IV dargelegten Untersuchungen angestellt wurden, die schräge Absenkung der beiden Widerlager mit der vollen Verantwortung für das Gelingen und der genauen Einhaltung der entwurfsgemäßen Absenkrichtung 5:1 zu übernehmen. Der Erfolg der unter dauernder strengen Kontrolle durch das staatliche Neubauamt ausgeführten schrägen Druckluftgründung war durchschlagend. Die beiden Grundkörper erreichten ihre Sollage mit größter Genauigkeit, d. h. mit kaum meßbarer Abweichung. Das neue Verfahren hat hierbei seine Feuerprobe bestanden, sich glänzend bewährt und dadurch das Stadium des Probierens verlassen, um ebenbürtig neben anderen bewährten Methoden zu bestehen.

Eine eingehende Schilderung des Neubaues dieser Brücke hat Regierungs- und Baurat Kaumanns in seinem auf dem Betontage in München 1928 gehaltenen Vortrage gegeben, der in der „Bautechnik" 1928, Heft 29, abgedruckt ist, und auf den hier verwiesen sei. Abb. 8 bis 12 dieser Veröffentlichung zeigen die schematische Darstellung des Absenkvorganges der schrägen Widerlager und Lichtbilder davon.

Eine weitere Beschreibung des Baues der Schwedter Brücke aus der Feder des Regierungsbaurats Dr.-Ing. Freund erscheint in nächster Zeit in der „Zeitschrift für Bauwesen".

e) Weitere Ausführungen.

Im Sommer 1928 wurde das linke Widerlager für die Bolkobrücke in Oppeln schräg abgesenkt. Hier handelt es sich wie in Plate und Elbing um das Landwiderlager einer Balkenbrücke. Das Bauwerk bietet also nichts Bemerkenswertes mehr.

Ein ähnliches Widerlager für eine Balkenbrücke befindet sich auf der Baustelle für die Werderbrücke über die Norderoder in Breslau in der Ausführung. Der Senkkasten hierfür soll von einem Aufhängegerüst aus abgelassen werden.

Schließlich sind zurzeit die Arbeiten für das schräge Absenken zweier der größten je ausgeführten Senkkasten im Gange. Es handelt sich um die beiden Pfeiler für die Kanalbrücke des Schiffshebewerks bei Niederfinow, von denen der größere eine Grundfläche von 17 × 32 m hat.

IV. Die Theorie der schrägen Absenkung mit Führung durch den Erdboden.

a) Die wirkenden Kräfte.

Um die praktische Ausführbarkeit des schrägen Absenkens von Grundkörpern für jeden Einzelfall auf rechnerischem Wege feststellen zu können, ist es erforderlich, die dabei auftretenden Kräfte zu erkennen. In Abb. 5 ist der Querschnitt eines Grundkörpers während der schrägen Absenkung, und zwar im Zustande der langsamen Abwärtsbewegung dargestellt, und es sei bei den folgenden Untersuchungen ein Stück von 1 m Länge aus einem praktisch unendlich langen Körper herausgeschnitten. Von den eingeschriebenen Buchstaben bedeuten:

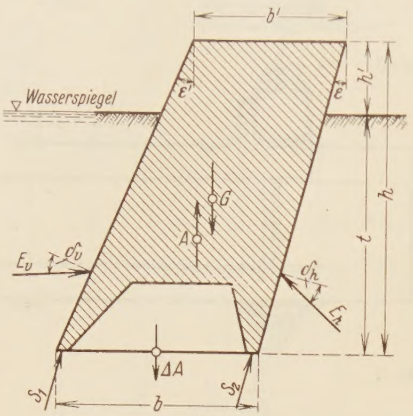


Abb. 5.

- ε den Winkel der Rückwand gegen die Lotrechte (Absenkwinkel),
- ε' den Winkel der Vorderwand gegen die Lotrechte,
- t das Maß, um das die Schneiden des Senkkastens in den Boden (hier gleichzeitig in das Grundwasser) eingedrungen sind,
- h die Gesamthöhe des Grundkörpers von Unterkante Schneide bis Oberkante Aufmauerung in der Lotrechten gemessen,
- h' die Höhe der Aufmauerung über Geländeebene (hier gleichzeitig Wasserspiegel),
- b die Breite des Senkkastens,
- b' die Breite des Grundkörpers in Höhe der Oberkante Aufmauerung.

Die wirkenden Kräfte sind:

G = Gewicht des Grundkörpers, angreifend im Schwerpunkt und lotrecht nach unten gerichtet. G ist während der Absenkung in weiten Grenzen beeinflußbar; durch höheres Aufmauern oder Aufbringen von künstlicher Belastung kann es vergrößert, durch Aussparen von Hohlräumen im Grundkörper oberhalb des Senkkastens kann es verringert werden.

A = Auftrieb des Wassers, die resultierende Kraft aus den verschiedenen auf die Flächen des Grundkörpers wirkenden Wasserdrücken unter der Annahme wasserdurchlässigen Untergrundes. Er ist gleich dem Gewicht der verdrängten Wassermenge, also gleich dem Inhalt des unter Wasser befindlichen Teiles des Grundkörpers einschließlich des Arbeitsraumes, weil ja aus diesem das Wasser vermittels der Druckluft herausgepreßt ist. Der Angriffspunkt liegt im Schwerpunkte der verdrängten Wassermenge, und die Kraft ist lotrecht nach oben gerichtet. Die Größe des Auftriebes ist gleichfalls für kurze Zeitdauer beeinflußbar durch plötzliches Vermindern des Luftdrucks in der Arbeitskammer, das nur so kurze Zeit andauert, daß das Wasser aus dem Untergrund nicht nachfolgen kann. Da der Wasserdruck auf die Wände bestehen bleibt, wird die Verminderung bei der Rechnung zweckmäßig durch die neu eingeführte Kraft ΔA berücksichtigt, die in der Mitte der Senkkastengrundfläche lotrecht nach unten wirkt. Ihre Größe ist bei Verminderung des Luftdrucks um Δp kg/cm² $= \Delta p \cdot 10$ t/m², $\Delta A = b \cdot l \cdot \Delta p \cdot 10$ in t, wobei b und l in m eingesetzt werden.

E_v = Erddruck auf die vordere Wand des Grundkörpers. Es handelt sich hier um aktiven Erddruck, daher darf der Angriffspunkt mit genügender Genauigkeit als im unteren Drittelpunkt wirkend angenommen werden. Er ist unter dem Winkel δ_v zur Normalen der Vorderwand gerichtet. δ_v ist im Falle paralleler Vorder- und Rückwand ($\varepsilon' = \varepsilon$) negativ und gleich dem Reibungswinkel zwischen Mauerwerk und Boden, also zumeist gleich $-\varrho$. Ist $\varepsilon' > \varepsilon$, so löst sich die Vorderwand beim Absenken vom Boden, letzterer stürzt nach, und es kann sich ein anderes δ_v einstellen.

Die Coulombsche Erddrucktheorie ist in der Hauptsache zur Berechnung des Bodendrucks auf Stützmauern bestimmt und berücksichtigt den Fall, daß die Stützmauer nachgibt und der Boden auf einer Gleitebene nachrutscht, deren Lage so gewählt ist, daß der Erddruck einen Größtwert annimmt. Dagegen kommt es hier darauf an, die tatsächlich auftretenden Gleitebenen, Erddrücke und Reibungswinkel zu erkennen. Aus Rückrechnungen auf Grund von Beobachtungen bei ausgeführten Absenkungen läßt sich ein Schluß auf die Anwendbarkeit der gewöhnlichen Erddruckberechnung auf die hier vorliegenden Verhältnisse ziehen. Im Absatz g) ist eine solche Rückrechnung durchgeführt.

S_1 und S_2 sind die Reaktionsdrücke des Bodens gegen die Unterflächen der Schneiden und als solche zunächst unbekannt und erst aus den übrigen wirkenden Kräften zu ermitteln. Sie können jedoch in weiten Grenzen beeinflußt werden. Durch Abgraben des Bodens unter den Schneiden wird seine Tragfähigkeit bis 0 herabgesetzt, ein Eindringen der Schneiden in den Boden vergrößert die tragenden Flächen und damit auch die Größe der zu übertragenden Kräfte. Diese schwanken also von 0 bis zur vollen Tragfähigkeit des Bodens in der jeweiligen Tiefe.

Die Kräfte S_1 und S_2 sind einander nicht gleich, denn sie haben die Aufgabe, den Kippmomenten, die durch die anderen Kräfte hervorgerufen werden, entgegenzuwirken.

E_h = Gegendruck des Bodens auf die Rückwand des Grundkörpers. Der Reibungswinkel δ_h zwischen Boden und Wand ist wie bei E_v negativ und darf dem inneren Reibungswinkel ϱ gleich gesetzt werden. Da sich der abzusenkende Grundkörper mit seiner Rückwand gegen den Boden legt und an ihm herabgleitet, hat der Boden an dieser Stelle die Führung auszuüben, die erforderlich ist, um den gewollten Absenkwinkel einzuhalten. Der Gegendruck E_h ist größer als der aktive Erddruck. Seine obere Grenze ist durch die Größe des passiven Erddrucks bestimmt.

Der Angriffspunkt von E_h ist nicht bekannt. Da bereits drei unbekannte Reaktionen (S_1, S_2 und E_h) vorhanden sind, und zur Lösung nur drei Grundgleichungen zur Verfügung stehen (siehe unten), macht dieser Umstand die Aufgabe statisch unbestimmt. E_h ist jedoch dadurch gekennzeichnet, daß seine Größe zwischen den Werten für den (aktiven) Erddruck und den (passiven) Erdwiderstand liegt und neben dem Gewicht des Grundkörpers im wesentlichen von der Größe der Kraft E_v beeinflußt wird; daher darf angenommen werden, daß der Angriffspunkt in der Nähe des unteren Drittelpunktes von t liegt. Im Absatz g) ist nach den Beobachtungen beim Absenken der Übergangspfeiler für die Hohe Brücke in Elbing eine Rückrechnung gemacht, die die vorstehende Behauptung stützt.

Nicht in Ansatz gebracht sind in dieser Aufstellung die Bodendrücke auf die Stirnseiten der Grundkörper und auf die Querschneiden, weil ein unendlich langer Körper angenommen war. Da der folgenden Untersuchung die Ungenauigkeiten der Erddruckrechnung anhaften, erscheint es zulässig, dieses Verfahren überall da anzuwenden, wo die Länge des Senkkastens ein Mehrfaches seiner Breite beträgt. Wenn sich jedoch der Grundriß dem Quadrat nähert, müssen die Kräfte der Stirnseiten eingeführt werden. Die wagerechten Komponenten der Erddrücke auf die Stirnwände heben sich dabei auf, und nur die der Absenkrichtung entgegengesetzt wirkenden Reibungskräfte brauchen in die Rechnung eingesetzt zu werden. Die Bodendrücke auf die Querschneiden (s_1 und s_2) wirken ebenfalls in derselben Richtung und sind ohne besondere Schwierigkeit zu berücksichtigen.

b) Die drei Grundgleichungen.

Der schräg abzusenkende Grundkörper befinde sich, wie oben gesagt, im Zustande der langsamen Abwärtsbewegung. Er darf deshalb als im Gleichgewicht befindlich betrachtet werden, und es stehen daher die drei Grundgleichungen zur Verfügung, die die Lösung von drei Unbekannten zulassen, nämlich

(1) die Summe aller Kräfte in der Absenkrichtung = 0,
(2) die Summe aller Kräfte senkrecht zur Absenkrichtung = 0,
(3) die Summe der Momente aller Kräfte bezogen auf einen Drehpunkt = 0

Werden die Komponenten in der Absenkrichtung mit A', G', E' und diejenigen senkrecht dazu mit A'', G'', E'' bezeichnet, so lauten die beiden ersten Grundgleichungen:

$$(1\,a) \qquad G' - A' - \Delta A' - E_v' - E_h' - S_1 - S_2 = 0,$$

$$(2\,a) \qquad A'' - \Delta A'' - G'' - E_v'' - E_h'' = 0,$$

oder die Komponenten durch die Hauptkräfte ausgedrückt:

$$(1\,b) \quad \begin{cases} G \cdot \cos\varepsilon - A \cdot \cos\varepsilon + \Delta A \cdot \cos\varepsilon - E_v \cdot \sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \\ \qquad\qquad - E_h \cdot \sin\delta_h - S_1 - S_2 = 0, \end{cases}$$

$$(2\,b) \quad \begin{cases} A \cdot \sin\varepsilon - \Delta A \cdot \sin\varepsilon - G \cdot \sin\varepsilon - E_v \cdot \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \\ \qquad\qquad + E_h \cdot \cos\delta_h = 0. \end{cases}$$

c) Die Eindringungstiefe t_1 in das Erdreich, von der ab der Boden die Führung übernimmt.

Ein Senkkasten, der vom Lande aus schräg abgesenkt werden soll, steht mit den Schneiden zunächst auf der Erdoberfläche und setzt sich bei beginnender Absenkung zuerst lotrecht nach unten. Nachdem er ein Stück in den Boden eingedrungen ist, wird dem Erddruck auf die Mauerflächen Gelegenheit zu seinem Entstehen und Wirken gegeben. Der Weg der Schneiden und damit des Senkkastens beginnt von der Lotrechten abzuweichen, und zwar so lange, bis der beabsichtigte Winkel erreicht ist. Die Kurve ist in Abb. 6 dargestellt. Sie schneidet die Aufstellungsebene des Senkkastens im Punkte A unter einem Winkel von 90° und berührt die Absenklinie in der Tiefe t_1 im Punkte B. Die Größe von t_1 ist durch die Bedingung gegeben, daß im Punkte B der auf die Rückwand des

Senkkastens wirkende (passive) Erdwiderstand E_{hp} groß genug ist, um den Senkkasten richtig zu führen, also der zweiten Grundgleichung genügt. Es muß also sein:

$$E_{hp} = E_h \quad \text{oder nach Gl. 2b, wenn } \Delta A = 0 \text{ bleibt,}$$

$$E_{hp} = \frac{1}{\cos \delta_h}\left[G \cdot \sin \varepsilon - A \cdot \sin \varepsilon + E_v \cdot \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')\right]$$

In dieser Gleichung lassen sich ausdrücken:

$$E_{hp} = f_{hp}\, t_1^2,$$
$$E_v = f_v\, t_1^2,$$

wobei f_{hp} und f_v gleichbleibende Faktoren sind, z. B. nach Krey $\frac{\gamma^e \cdot \lambda}{2}$.

Weiterhin ist $A = b\, t_1$.

G ist konstant, weil der Senkkasten im ersten Teil der Absenkung nicht durch weiteres Aufmauern beschwert wird. Die Winkel δ_h, δ_v, ε und ε' sind ebenfalls konstant und bekannt.

Diese Ausdrücke eingesetzt, ergibt eine Gleichung, in der nur noch t unbekannt und daher zu bestimmen ist.

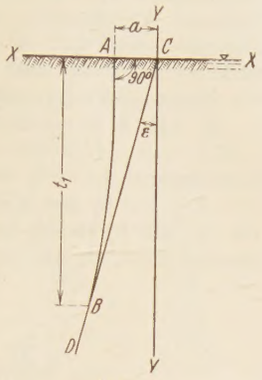


Abb. 6.

$$f_{hp}\, t_1^2 = \frac{1}{\cos \delta_h}\left[G \cdot \sin \varepsilon - b\, t_1 \cdot \sin \varepsilon + f_v\, t_1^2 \cdot \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')\right]$$

$$t_1^2 + t_1\, b \cdot \frac{\sin \varepsilon}{f_{hp} \cdot \cos \delta_h - f_v \cdot \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')} - G \cdot \frac{\sin \varepsilon}{f_{hp} \cdot \cos \delta_h - f_v \cdot \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')} = 0.$$

Wird der Ausdruck

$$\frac{\sin \varepsilon}{f_{hp} \cdot \cos \delta_h - f_v \cdot \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')} = m$$

gesetzt, so geht die Gleichung über in

$$t_1^2 + t_1\, b\, m - G\, m = 0;$$

hieraus ist

$$(4) \qquad t_1 = -\frac{b\, m}{2} + \sqrt{\left(\frac{b\, m}{2}\right)^2 + G\, m}.$$

d) Der Weg des Senkkastens bis zur Tiefe t_1 (Absenkkurve).

Ist t_1 gefunden, handelt es sich darum, die Gestalt der Kurve kennenzulernen, damit das Vorsatzmaß a bestimmt werden kann, um das der Senkkasten gegenüber der theoretischen Absenklinie vorgesetzt werden muß. Wird wie in Abb. 6 ein Koordinatensystem zugrunde gelegt, dessen x-Achse die wagerechte Geländelinie und dessen y-Achse die Lotrechte im Schnitt der Absenklinie C—D mit der Geländelinie bildet, so besteht für die gesuchte Kurve die Bedingung, daß sie die x-Achse im rechten Winkel schneidet und die Absenklinie im Punkte B mit der Ordinate $y = t_1$ und der Abszisse $x = t_1 \cdot \operatorname{tg} \varepsilon$ berührt. Ihre Richtung ist also im Punkte B $\frac{dx}{dy} = \operatorname{tg} \varepsilon$.

Für die Zunahme des Richtungswinkels $\frac{dx}{dy}$ von 0 im Punkte A bis $\operatorname{tg} \varepsilon$ im Punkte B ist die Zunahme des Erdwiderstandes in der durchfahrenen Tiefe maßgebend. $\frac{dx}{dy}$ wächst also von 0 bis $\operatorname{tg} \varepsilon$ im selben Verhältnis, wie E_{hp} von 0 bis $f_{hp}\, t_1^2$ zunimmt. Es ist demnach:

$$\frac{dx}{dy} = \operatorname{tg} \varepsilon \cdot \frac{f_{hp}\, y^2}{f_{hp}\, t_1^2} = \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{t_1^2} \cdot y^2 \quad \text{oder}$$

$$(5) \qquad \frac{t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \cdot dx - y^2\, dy = 0.$$

Dies ist die Differentialgleichung für die gesuchte Kurve, die integriert wird:

$$\frac{t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \int dx - \int y^2\, dy = \text{konst}$$

$$\frac{t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \cdot x - \frac{y^3}{3} = \text{konst}$$

Diese Konstante berechnet sich aus der Bedingung, daß die Ordinaten im Punkte B sind:

$$x = t_1 \operatorname{tg} \varepsilon$$
$$y = t_1$$
$$\frac{t_1^2\, t_1 \operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} \varepsilon} - \frac{t_1^3}{3} = \text{konst}$$
$$\text{konst} = \frac{2\, t_1^3}{3}.$$

In die Gleichung der Absenkkurve eingesetzt, nimmt diese die Form an

$$\frac{t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \cdot x - \frac{y^3}{3} = \frac{2\, t_1^3}{3}$$

oder

$$(6) \qquad y^3 = \frac{3\, t_1^2}{\operatorname{tg} \varepsilon} \cdot x - 2\, t_1^3.$$

Das ist die Gleichung einer kubischen Parabel, deren Scheitel um a vom Koordinationsanfangspunkt entfernt liegt; a wird durch Einsetzen von $y = 0$ gefunden:

$$(7) \qquad a = x' = \frac{2}{3} \cdot t_1 \operatorname{tg} \varepsilon.$$

e) Die kleinsten und größten zulässigen Gewichte der schräg abzusenkenden Grundkörper in den verschiedenen Absenktiefen.

Die Grenzen für das Gewicht des schräg abzusenkenden Grundkörpers müssen ermittelt werden, damit man weiß, wie hoch die Aufmauerung über Wasser zu führen ist oder geführt werden darf, und ob zur Erleichterung des Körpers Hohlräume in seinem Innern angeordnet werden müssen. Die Aufmauerungshöhe über Wasser h' ist nach Abb. 8

$$h' = h - t.$$

Bei bekannter Form des Grundkörpers gehört zu jedem Gewicht G eine bestimmte Höhe h. Letztere ist also eine Funktion von G; somit sind $\min h'$ und $\max h'$ nach Ermittlung von $\min G$ und $\max G$ bekannt.

Werden Gl. 1b u. 2b nach E_h aufgelöst und die rechten Seiten gleich gesetzt, so ergibt sich:

$$\left[G \cdot \cos \varepsilon - A \cdot \cos \varepsilon + \Delta A \cdot \cos \varepsilon - E_v \cdot \sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') - S_1 - S_2\right] \cos \delta_h = \left[G \cdot \sin \varepsilon - A \cdot \sin \varepsilon + \Delta A \cdot \sin \varepsilon + E_v \cdot \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')\right] \sin \delta_h$$

oder anders angeordnet:

$$(8) \qquad \begin{cases} (G - A + \Delta A)(\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \delta_h) - E_v\left[\sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \right. \\ \qquad \left. + \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \operatorname{tg} \delta_h\right] - (S_1 + S_2) = 0 \end{cases}$$

nach G aufgelöst

$$(9) \qquad \begin{cases} G = A - \Delta A \\ \qquad + \dfrac{E_v\left[\sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') + \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \operatorname{tg} \delta_h\right] + (S_1 + S_2)}{\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \delta_h}. \end{cases}$$

Werden

$$\frac{\sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') + \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \operatorname{tg} \delta_h}{\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \delta_h} = p$$
$$= q \quad \text{gesetzt,}$$

so heißt die Gleichung:

$$(9a) \qquad G = A - \Delta A + \frac{E_v\, p + (S_1 + S_2)}{q}.$$

Die Kraft G ist hier als Unbekannte gesetzt, während auf der rechten Seite der Gleichung die Reaktionsdrücke S_1 und S_2 unter den bekannten Kräften erscheinen. Ihre Einzelwerte sind zwar erst auf Grund der dritten Grundgleichung zu ermitteln, für ihren Gesamtwert kann jedoch eine Annahme gemacht werden; denn das gesuchte G soll ja gerade so groß werden, wie es unter anderem auch die Drücke unter den Schneiden erlauben. Es ist zu setzen:

a) zur Errechnung von $\min G$
- für ΔA eine Verminderung des Auftriebes infolge Abblasens von Druckluft aus der Arbeitskammer, die je nach Bodenbeschaffenheit nur so weit getrieben werden darf, daß keine größeren Bodenmengen in den Arbeitsraum eindringen,
- für $(S_1 + S_2)$ der Bodendruck, den eine der beiden Schneiden aufnehmen kann, wenn die Kraft der anderen Null wird;

b) zur Errechnung von $\max G$
- für $\Delta A = 0$,
- für $(S_1 + S_2)$ wie unter a).

Sind hiernach die Werte für $\min G$ und $\max G$ gefunden, bedürfen sie einer Nachprüfung insofern, als für $(S_1 + S_2)$ bis jetzt nur der Gesamtwert eingesetzt war, und erst die Trennung in die Einzelwerte S_1 und S_2 beurteilen läßt, ob sich diese in zulässigen Grenzen halten.

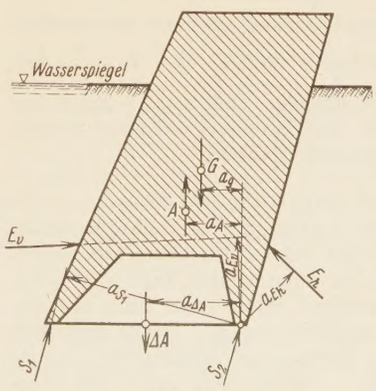


Abb. 7.

Da die Summe $(S_1 + S_2)$ bekannt ist, handelt es sich nur um die Bestimmung einer der beiden Kräfte. Hierzu dient die Grundgleichung 3, nach der die Momente aller Kräfte um einen Punkt, zweckmäßig um den Schnittpunkt der Kraftrichtung von S_1 oder S_2 mit derjenigen von E_h, oder, wenn E_h aus Gl. 1b oder 2b bestimmt wird, um den Angriffspunkt von S_1 oder S_2 angesetzt werden. Die Hebelarme der einzelnen Kräfte werden am einfachsten einer Zeich-

nung entnommen, in die der Grundkörper sowie Lage und Richtung der wirkenden Kräfte maßstäblich eingetragen sind.

Wenn die im Sinne des Uhrzeigers drehenden Momente als negativ bezeichnet werden, ist z. B. nach Abb. 7:

$$(10) \quad S_1 = \frac{1}{a_{S_1}} (G\,a_G - E_h\,a_{Eh} - A\,a_A - \Delta A\,a_{\Delta A} - E_v\,a_{Ev}).$$

f) Die größtmöglichen Werte für den Absenkwinkel ε und die Absenktiefe t.

Je größer der Absenkwinkel ε gewählt wird, mit um so größerer Kraft legt sich der Grundkörper mit seiner Rückenfläche gegen den Boden, und um so größer wird mit dem Gegendruck E_h die Reibung zwischen Wand und Erdreich. Bei einer gewissen Eindringungstiefe stellt sich schließlich ein Zustand heraus, in dem die Kräfte, die die Absenkbewegung hervorrufen, nicht mehr genügen, um die entgegengesetzt gerichteten Kräfte zu überwinden. Dies ist der Fall, wenn nach Gl. 1a:

$$(11) \quad G' + \Delta A' \leqq A' + E_v' + E_h' + (S_1 + S_2),$$

wobei für G' und $\Delta A'$ die höchst erreichbaren, für $(S_1 + S_2)$ die niedrigst zulässigen Werte eingesetzt werden. Vermittels Gl. 11 kann also festgestellt werden, ob bei einer bestimmten Tiefe t und einem bestimmten Winkel noch ein Absenken möglich ist, bezw. ist zu bestimmen:

a) der größtmögliche Winkel max ε bei gegebenen Abmessungen und gegebener Gründungstiefe,

b) die größtmögliche Gründungstiefe bei gegebenen Abmessungen und gegebenem Winkel ε.

Bei Fall a) sind der Auftrieb A, seine zulässige Verminderung ΔA, das größte erreichbare Gewicht G des Grundkörpers und die Summe der Schneidendrücke $(S_1 + S_2)$ bekannt, alles im Zustande der Schlußsenkung, also beim Erreichen der verlangten Gründungstiefe. Der Erddruck E_v ist nur vom Winkel ε abhängig, während E_h auch Gl. 2b genügen muß. Wird Gl. 11 durch cos ε dividiert, so ergibt sich der Ausdruck

$$G + \Delta A - A = \frac{1}{\cos \varepsilon} [E_v' + E_h' + (S_1 + S_2)].$$

Nach Gl. 9 ist unter Einsetzen des aus Gl. 2b errechneten Wertes für E_h

$$(12) \quad G + \Delta A - A] = \frac{E_v [\sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') + \cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon') \cdot \operatorname{tg} \delta_h] + S_1 + S_2}{\cos \varepsilon - \sin \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \delta_h}$$

oder nach Gl. 9a

$$(12a) \quad G + \Delta A - A = \frac{E_v\,p + (S_1 + S_2)}{q}.$$

Die einzige Unbekannte in dieser Gleichung ε tritt sowohl in E_v als auch in den Winkelfunktionen $\sin(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')$, $\cos(\delta_v + \varepsilon - \varepsilon')$, $\cos \varepsilon$ und $\sin \varepsilon$ auf, die Auflösung nach ε ist zwar rechnerisch möglich, doch sei hier der Weg gewählt, daß man $(G + \Delta A - A)$ für verschiedene Werte von ε ausrechnet und in der Weise in ein Koordinatensystem einträgt, daß jeweils ε die Abszisse und $(G + \Delta A - A)$ die Ordinate bildet. Die Punkte verbindet man zu einer Kurve und kann aus ihr für den tatsächlich vorhandenen Wert von $(G + \Delta A - A)$ das dazu gehörige max ε aufsuchen.

Hiernach bleibt gemäß Abschnitt e) zu untersuchen, ob S_1 und S_2 in zulässigen Grenzen bleiben; wenn nicht, ist max ε noch einmal unter Einführung eines verbesserten Wertes für $(S_1 + S_2)$ auszurechnen.

Im Falle b) ist der Grenzzustand wieder durch die Gl. 11 u. 12 ausgedrückt. Die Winkel und ihre Funktionen, also die Ausdrücke p und q, sind in diesem Falle bekannt, desgleichen können für ΔA und $(S_1 + S_2)$ zunächst geschätzte Werte eingeführt werden. In allen anderen Werten der Gl. 12 G, A und E_v ist die Absenktiefe t enthalten, d. h. sie sind Funktionen von t. Wenn also die bekannten Werte auf die linke Seite und die Funktionen der Unbekannten t auf die rechte Seite gebracht werden, so geht Gl. 12a in die Form über:

$$(13) \quad G - A - E_v \cdot \frac{p}{q} = \frac{S_1 + S_2}{q} - \Delta A.$$

Die Ermittlung von max t aus dieser Gleichung geschieht zweckmäßig wie unter a) durch Aufzeichnen einer Kurve für $\left(G - A - E_v \cdot \frac{p}{q}\right)$ bei den verschiedenen Tiefen t, aus der diejenige Tiefe max t abgelesen werden kann, für welche Gl. 13 zutrifft. Zum Schluß ist wieder zu prüfen, ob der Wert für $(S_1 + S_2)$ richtig angenommen wurde.

g) Die Größe von δ_v und der Angriffspunkt von E_h.

Wird ein schräger Grundkörper bis in eine gewisse Tiefe abgesenkt, kann der Fall eintreten, daß die eine der beiden Schneiden voll untergraben werden kann, also die von ihr zu übertragende Kraft = 0 wird. Die von der anderen Schneide übertragene Kraft kann dann aus der Tragfähigkeit des Bodens annähernd geschätzt werden. Damit sind zwei bisherige Unbekannte gegeben und können zur Bestimmung zweier weiteren Unbekannten benutzt werden. Solche sind nach den Ausführungen in dem Absatz a) der Winkel δ_v und der Angriffspunkt von E_h.

In Abb. 8 ist der Querschnitt der beiden Übergangspfeiler für die Hohe Brücke in Elbing im Zustande der Schlußsenkung gezeichnet, wobei für die gebrochene Vorderwand eine gemittelte Linie angegeben ist. Bei beiden Pfeilern mußte die hintere (landseitige) Schneide völlig untergraben, und außerdem der Luftdruck im Arbeitsraum um 4 m Wassersäule vermindert werden, um die Absenkbewegung einzuleiten und im Gang zu halten. Die ganze Schneidenkraft ging über die vordere Schneide. Die Tragfähigkeit des Sandbodens unter der Schneide wird bei den vorliegenden Verhältnissen zu 5 bis 10 kg/cm² geschätzt, d. h. 1 lfd. m Schneide konnte 0,22 · 50 = 11 bis 0,22 · 100 = 22 t übertragen. Bei einer stärkeren Belastung hätte die Schneide mit beschleunigter Bewegung in den Boden eindringen müssen.

In Abb. 8 ist zunächst die Mittelkraft aus $G - A + \Delta A$ zu 63,4 − 32,2 + 16 = 47,2 t/lfd. m bestimmt und ihrer Lage nach eingetragen. Vorausgesetzt, es wirke überhaupt kein Erddruck E_v, dann kann die Kraft $G - A + \Delta A$ in dem Kräftedreieck ABC nach den bekannten Richtungen von S_1 und E_h zerlegt werden. S_1 müßte dann 38 t betragen, also bedeutend mehr, als das geschätzte max S von 22 t. Wird dann die Kraft

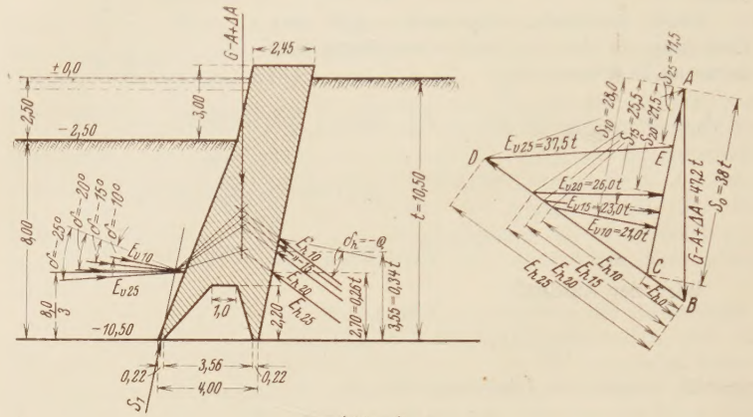


Abb. 8.

E_v, unter dem Winkel $\delta_v = 25°$ wirkend, eingeführt und danach E_{v25} genannt (nach den Tabellen von Krey bei $\varrho = 25°$, γ_e unter Wasser = 1,0 t/m³ berechnet), so entsteht der Kräftezug $ABDEA$, und S_1 wird 11,5 t groß. Dasselbe Verfahren ist für E_v unter den Winkeln −20°, −15° und −10° wirkend angewandt und ergab die in die Abb. 8 eingetragenen Werte für S_1. Wird E_v als in derselben Richtung wie E_h wirkend angenommen, wobei $\delta_v = +15°$ wird, ist S_1 wieder, wie wenn $E_v = 0$ wäre, gleich 38 t.

Hiernach entspricht den geschätzten Grenzen von S_1 ein Reibungswinkel δ_v von −25° bis −20°. Desgleichen geht aus der Ermittlung hervor, daß die nach der Theorie von Coulomb, die den Kreyschen Tabellen zugrunde liegt, errechneten Werte für E_v eine durchaus wahrscheinliche Größe besitzt. Wäre der Erddruck z. B. unter Annahme einer Gleitebene berechnet, die nicht max E ergibt, so wären die somit errechneten Werte für E_v kleiner, damit auch die in der Absenkungsrichtung wirkenden Komponenten, und es würden sich entsprechend höhere Schneidendrücke ergeben, was den Tatsachen widerspricht.

Es erscheint also berechtigt, die Kraft E_h nach den gebräuchlichen Verfahren zu berechnen und bei ähnlichen Pfeilerformen, wie gezeichnet, mit einem δ_v zu rechnen, das negativ und um einige Grad geringer ist als ϱ.

In Abb. 8 ist E_v zunächst mit der Schneidekraft S_1 und dann mit $G - A + \Delta A$ in Richtung von E_h zusammengesetzt und ermöglicht dadurch, den Angriffspunkt von E_h zu finden. Er liegt für $\delta_v = -25°$ in 0,27 t, für $\delta_v = -20°$ in 0,34 t, d. h. im Mittel etwas unter dem Drittelpunkt von t. Da hier der Boden an der Wasserseite tiefer liegt, als an der Landseite, würde im Falle, daß beide Oberflächen dieselbe Höhe haben, auch der Angriffspunkt von E_v und damit auch der von E_h höher rücken. Im allgemeinen darf daher gesagt werden, daß der Angriffspunkt E_h in der Nähe von 0,33 t, und zwar für Bauwerke von der abgebildeten Form zwischen 0,25 und 0,40 t liegt.

h) Beispiel mit Folgerungen für die Praxis.

Für den Absenkvorgang eines Grundkörpers, dessen Querschnitt Abb. 9 zeigt, sind die Berechnungen durchgeführt, deren Ergebnisse mit den daraus gezogenen praktischen Folgerungen im folgenden mitgeteilt seien:

Das Gewicht des Grundkörpers von 1 m Länge ist zu $G = 94{,}5$ t errechnet, der Auftrieb ist $A = 42$ t, ΔA wurde zu 14 t, entsprechend einer Ermäßigung des Luftdrucks um 3,5 m Wassersäule, angenommen, des-

gleichen als Wert für $(S_1 + S_2) = 16$ t, d. h. eine Schneide allein kann 16 t übertragen. Die Grundlagen für die Erddruckberechnungen sind $\gamma_e = 1{,}0$ t/m³ (unter Wasser), $\varrho = 25°$, $\delta_v = -20°$, $\delta_h = -25°$.

Zunächst wurde der größtmögliche Absenkwinkel max ε nach Gl. 12 durch Auftragen einer Kurve für die rechte Seite der Gleichung zu 15° gefunden, wobei der Wert für den Ausdruck $(G + \Delta A - A) = 66{,}5$ t, wie vorhanden, sein muß.

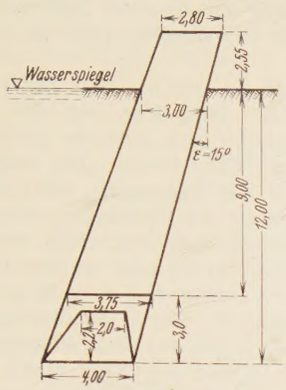


Abb. 9.

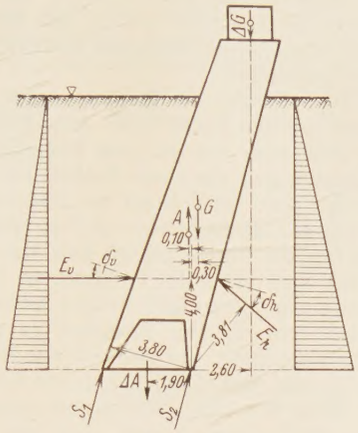


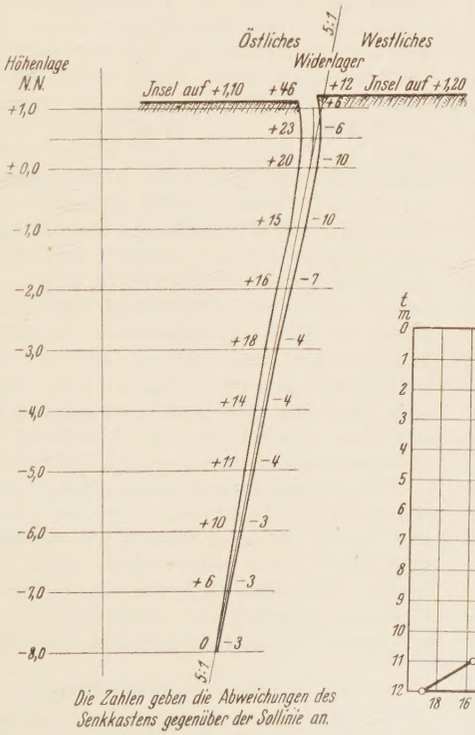
Abb. 10.

Dann wurde untersucht, ob der für $(S_1 + S_2)$ angenommene Wert von 16 t zu Recht besteht, und ob S_1 und S_2 imstande sind, das von den übrigen Kräften ausgeübte Moment aufzunehmen. Hierzu diente Gl. 10, für die nach Gl. 2a der Wert $E_h = 78{,}0$ t ausgerechnet wurde. Die Hebelarme sind zeichnerisch in Abb. 10 ermittelt, in der E_h als im unteren Drittelpunkt angreifend angenommen ist. Danach ergibt sich für $S_1 = 17{,}6$ t und für $S_2 = 16{,}0 - 17{,}6 = -1{,}6$ t, also ein unmöglicher Wert.

Die Kräfte S_1 und S_2 sind also nicht imstande, das Moment von 67,0 tm auf den Boden zu übertragen, und die Absenkung ist nicht sichergestellt. Wenn auch anzunehmen ist, daß das überschüssige Moment durch Inanspruchnahme des passiven Erdwiderstandes auf die Vorderseite aufgehoben werden kann, so ist doch damit wieder eine Vermehrung des Bewegungswiderstandes verbunden. Wird dieser durch vermehrtes Ablasen der Druckluft ausgeglichen, so vergrößert sich wieder das von den Schneiden aufzunehmende Moment, damit wieder der passive Erdwiderstand auf die Vorderseite und so fort, bis schließlich das Gleichgewicht des Grundkörpers vollends gestört wird, und dieser sich aufrichtet, d. h. bis der Winkel ε kleiner wird. Der Boden folgt an der Rückwand der Bewegung und legt sich wieder gegen diese, so daß der Grundkörper durch keine Kraft wieder in die richtige Lage zurückgebracht werden kann.

Bei Nachstürzen des Bodens gegen die Rückwand kann auch ein verstärkter (aktiver) Erddruck gerade in den oberen Schichten zur Wirkung kommen, der das Kippmoment vergrößert.

Der einzige Weg, dem überschüssigen Moment entgegenzuwirken, besteht in der Vergrößerung von G durch eine aufgebrachte Belastung $\Delta G = 2{,}4$ t (Abb. 10). Hierdurch vergrößert sich das Gewicht des Grundkörpers auf $G' = 96{,}9$ t. Da der Gesamtwert für den Ausdruck $(G' + \Delta A - A)$ nur $= 72{,}5$ t zu betragen braucht, kann ΔA um 2,4 t auf $\Delta A = 11{,}6$ t ermäßigt werden. Auch hierdurch verringert sich das von S_1 und S_2 aufzunehmende Moment, das sodann gleich $M' = 55{,}9$ t wird. Hieraus ergeben sich $S_1 = 14{,}7$ t und $S_2 = 16{,}0 - 14{,}7 = 1{,}3$ t. Die aufgebrachte Zusatzbelastung ΔG wirkt also in doppelter Beziehung günstig, und zwar einmal durch ihr eigenes Gewicht und zum anderen durch die Ermäßigung von ΔA.



Die Zahlen geben die Abweichungen des Senkkastens gegenüber der Sollinie an.

Abb. 11.

Die Tiefe t_1 ermittelt sich nach Gl. 4 bei einem Gewicht des Senkkastens von 11,5 t/lfd. m zu $t_1 = 0{,}49$ m. Die Gleichung der Absenkkurve oberhalb t_1 ist nach Gl. 6

$$y^3 = 2{,}69\,x - 0{,}235,$$

woraus sich für $a = 0{,}0875$ m = rd. 9 cm ergibt. In Abb. 6 ist die Kurve maßstäblich eingetragen.

Ist die „Insel", von der aus der Senkkasten abgesenkt wird, frisch aufgeschüttet, so ist ein lotrechtes Setzen des ganzen Bodens unter der Last des Senkkastens zu erwarten. Das Maß dieses Setzens sei s, dann vergrößert sich a um $s \cdot \operatorname{tg}\varepsilon$. Liegt außerdem die Flußsohle, auf die die Inselschüttung aufgebracht ist, schräg, so kann auch eine wagerechte Verschiebung nach der tieferen Seite zu stattfinden.

An dieser Stelle sei die Berechnung der Absenkkurve für die Widerlager der Schwedter Brücke eingefügt, um sie mit den gemessenen Kurven zu vergleichen.

Die Berechnungsunterlagen sind:

$G = 42{,}2$ t/lfd. m,
$\varepsilon = \varepsilon' = 11° 20'$ (Neigung 5 : 1),
$\varrho = 30°$, $\delta_h = 25°$, $\delta_v = 20°$,
$\gamma_e = 1{,}0$ t/m³,
$t_1 = 1{,}02$ m.

Die Gleichung der Absenkkurve ist nach Gl. 6

$$y^3 = 15{,}3\,x - 2{,}12$$

und

$$a = \frac{2}{3} \cdot t_1 \cdot \operatorname{tg}\varepsilon = 0{,}136 \text{ m} = 13{,}6 \text{ cm}.$$

In Abb. 11 sind die beiden Absenkkurven für die Widerlager der Schwedter Brücke nach den Messungen aufgetragen. Der zuerst abgesenkte Kasten des östlichen Widerlagers wurde um $a = 46$ cm vorgestellt. Trotz des starken Setzens der Aufschüttung nach der Rückseite des Senkkastens (hier nach dem Wasser) zu erwies sich das Maß als zu groß. Durch Kippen des Senkkastens und dadurch bewirkte Änderung der Neigung der Vorder- und Rückwand gelang es trotzdem, das Widerlager entwurfsmäßig hinzubringen. Das Maß $a = 12$ cm des zweiten Senkkastens war wieder zu gering: denn die Schneide ist um 10 cm über die Sollinie hinausgegangen. Auch hier gelang es, den Fehler wieder auszugleichen.

Die Tiefe t_1 kann nach den Kurven als in der Höhenlage ± 0,0 erreicht angesehen werden. Dann sind die tatsächlich aufgetretenen Maße a auf der

Ostseite $a = 46 - 20 = 26$ cm,
Westseite $a = 12 + 10 = 22$ cm.

Davon ist noch der Einfluß des schrägen Setzens der Schüttung abzuziehen, der nach den Kurven abgegriffen 12 cm für die Ostseite und 6 cm für die Westseite beträgt. Die hiernach für den Fall der festen, sich nicht setzenden Inselschüttung zurückgeführten Werte von a sind für die

Ostseite $26 - 12 = 14$ cm,
Westseite $22 - 6 = 16$ cm.

Die Übereinstimmung mit dem errechneten Wert $a = 13{,}6$ cm zeigt eine für die Praxis unwesentliche Differenz bis zu 2,4 cm. In Abb. 11 ist die errechnete Kurve eingetragen, wobei das lotrechte Setzen der Aufschüttung durch eine tiefere Annahme der Inseloberfläche berücksichtigt ist.

Die kleinsten und größten zulässigen Gewichte des schräg abzusenkenden Grundkörpers werden für die verschiedenen Tiefen t gemäß Abschnitt IV, e) berechnet.

Die zugehörigen Werte für die noch fehlende Unbekannte E_h sind nach Gl. 2b ermittelt, die Hebelarme der Kräfte zeichnerisch dargestellt

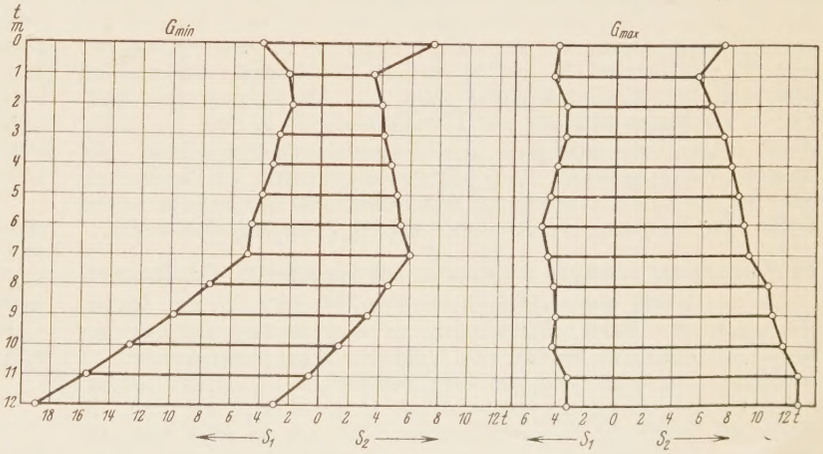


Abb. 12.

und aus den Momenten die Einzelwerte von S_1 und S_2 berechnet. In der folgenden Tabelle finden sich die gefundenen Zahlen:

Abb. 12 und die Tabelle geben außer über die Einzelkräfte S_1 und S_2 auch über den Einfluß der übrigen Kräfte auf das Moment und damit

t m	min G					max G			
	min G t	ΔA t	E_h t	S_1 t	S_2 t	max G t	E_h t	S_1 t	S_2 t
0	11,5	—	—	4,0	7,5	11,5	—	4,0	7,5
1	11,5	—	2,5	2,4	3,5	19,0	4,7	4,3	5,7
2	15,1	—	3,7	2,0	4,0	21,0	5,4	3,4	6,6
3	22,9	—	7,0	2,8	4,2	27,6	8,3	3,5	7,5
4	30,1	—	10,8	3,2	4,7	34,8	12,2	4,0	8,1
5	37,9	—	15,7	3,9	5,1	42,6	17,1	4,5	8,6
6	46,2	—	21,6	4,6	5,4	50,9	23,0	5,0	9,0
7	55,2	—	28,7	4,9	6,1	58,7	29,7	4,6	9,4
8	61,3	3,3	36,5	7,4	4,6	68,1	37,5	4,2	10,8
9	68,1	6,6	45,5	9,8	3,2	77,1	46,1	4,0	11,1
10	75,5	9,8	55,6	12,7	1,3	87,8	56,3	4,2	11,8
11	83,6	13,0	66,6	15,6	— 0,6	97,7	66,9	3,2	12,8
12	92,5	16,0	78,6	19,0	— 3,0	112,1	79,1	3,2	12,8

auf die Stabilität des Grundkörpers beim Absenken Aufschluß. Auffallend ist die große Wirkung der Verminderung des Luftdrucks im Arbeitsraum ΔA. Wie oben ausgeführt, wird durch ein zu großes ΔA die Beibehaltung des gewünschten Absenkwinkels ε ernstlich gefährdet, und es ist darum bei der praktischen Ausführung der schrägen Absenkung besonders in größerer Tiefe erforderlich, diesem Vorgang die größte Aufmerksamkeit zu schenken.

Bei der Absenkung der Widerlager in Elbing und Schwedt war die Aufmauerung bei der Schlußsenkung nur bis dicht über dem Wasserspiegel hochgeführt, in Schwedt hatten sie zur Erleichterung sogar Hohlräume erhalten. Deswegen mußte das fehlende Gewicht schon einige Meter vor Erreichung der endgültigen Tiefe durch Verminderung des Luftdrucks ausgeglichen werden. Hierbei war deutlich zu beobachten, wie die Hauptlast, die zunächst auf der hinteren Schneide lag, zur vorderen Schneide herüberwanderte.

V. Die statische Berechnung der Senkkasten für die schräge Absenkung.

Die besonderen Beanspruchungen, denen die Senkkasten für die schräge Absenkung gewachsen sein müssen, sind durch die vorstehenden Untersuchungen gegeben.

Für die Berechnung der Kammerwände gibt Brennecke in seinem Grundbau, 3. Aufl., Berlin 1906, S. 356, an, daß dem Bodendruck von außen keine große Bedeutung zukommt. H. Flach (Der Bau massiver Brückenpfeiler mit Preßluftgründung, Berlin 1917) schlägt sogar vor, diesen ganz zu vernachlässigen. Bei der schrägen Absenkung kommt er jedoch bestimmt zur Wirkung und ist bei der Berechnung mit seiner vollen Größe einzusetzen. Auf der vorderen Wand lastet der Boden als aktiver Erddruck, während er auf die hintere Wand den Reaktionsdruck auf den Grundkörper ausübt und, wie oben dargelegt, die Werte für den aktiven Erddruck überschreitet. Im Fall des völligen Ausbleibens der Preßluft schneidet sich der Kasten mit den Wänden in den Boden so weit ein, bis die in den Arbeitsraum gedrungenen und durch die Keilwirkung zusammengepreßten Bodenmengen imstande sind, die Last des Grundkörpers zu tragen. Die ungünstigste Annahme ist dann die, daß nur noch die neuen Kräfte S_1' und S_2' auf die Seitenwände wirken, und zwar unter dem Reibungswinkel δ' (Abb. 13). Die Aufgabe geht dann über in die Bestimmung der drei Unbekannten S_1', S_2' und E_h, wobei erstere beiden Kräfte nicht mehr parallel zueinander gerichtet sind. Die einfachste Lösung geschieht durch Ansetzen der Momente zur Bestimmung einer der drei Kräfte in bezug auf den Schnittpunkt der anderen beiden Kräfte. Die Hebelarme werden dabei aus der Zeichnung entnommen.

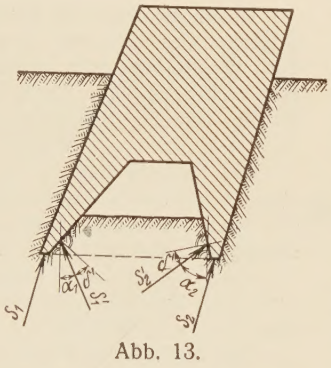


Abb. 13.

VI. Wirkung der schrägen Absenkung auf benachbarte Fundamente.

Ist ein schräg abgesenkter Grundkörper bis kurz vor der Schlußsenkung in den Boden eingedrungen, so kann es zum Einleiten der Bewegung erforderlich werden, den Luftdruck in der Arbeitskammer zu ermäßigen. Hierdurch wird das Gleichgewicht im Untergrund gestört, und das Grundwasser dringt quellenbildend in den Arbeitsraum nach. Je feiner und dichter die Bodenbeschaffenheit ist, um so mehr wird das Wasser zurückgehalten, aber auch um so mehr drückt das Wasser auf den Boden und versucht ihn in seiner Bewegung mitzureißen. Treibsand z. B. dringt beim Abblasen von Druckluft schnell und in großen Mengen in den Arbeitsraum ein. Er fließt von allen Seiten zu, und dadurch wird der um den Senkkasten herum anstehende Boden gelockert. Um etwaige nachteilige Wirkungen auf bestehende Fundamente, die in der Nähe schräg abzusenkender Körper stehen, voraussehen und rechtzeitig verhindern zu können, muß der Umkreis der Auflockerung bekannt sein.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß die schräge Absenkung in dieser Beziehung nicht ungünstiger dasteht als die lotrechte Absenkung. Als Beweis seien folgende Tatbestände in ihrer zeitlichen Reihenfolge angegeben:

In Christianstadt wurde der Wehrkörper unmittelbar neben dem bestehenden, auf Pfählen gegründeten Radhaus abgesenkt. Da die Pfähle und Spundwände wahrscheinlich bis zur Gründungssohle des neuen Wehres hinabgerammt waren und der Boden aus Kies mit Steinen bestand, waren keine Setzungen des Radhauses zu befürchten und sind auch nicht eingetreten.

Beim Neubau der Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate handelte es sich um den Ersatz einer alten Drehbrücke durch eine feste Brücke. Der Drehpfeiler war auf zwei Brunnen gegründet, von denen der größere im Arbeitsraum des einen Senkkastens abgebrochen wurde. Der andere Brunnen blieb dicht hinter der Rückenfläche des Widerlagers, und zwar mit seiner Gründungssohle rd. 1 m höher als die des Senkkastens stehen. Nachdem die Absenkung bis kurz vor das Ende ohne Zwischenfall durchgeführt war, mußte der Luftdruck im Senkkasten vermindert werden, und dabei drang feiner Sand in den Arbeitsraum. Bald war es nicht mehr möglich, ein weiteres Absenken zu veranlassen. Durch Sondierungen wurde festgestellt, daß sich der alte Brunnen gegen das neue Widerlager geneigt und sich dabei mit seiner scharfen Kante aus Granit derart in den Beton des neuen Widerlagers eingefressen hatte, daß letzteres nicht mehr weiter sinken konnte, ohne den alten Brunnen mitzunehmen. Es hat sich also hier eine beeinträchtigende Wirkung der Absenkung auf das allerdings unmittelbar daneben liegende alte Fundament herausgestellt.

Der östliche Übergangspfeiler für die „Hohe Brücke“ in Elbing wurde 7,5 m vom Scheffnerschen Wohnhause entfernt abgesenkt (Abb. 4 links). Das fragliche Gebäude war im Erdgeschoß massiv, darüber in Holzfachwerk errichtet, bestand aus Erdgeschoß, erstem und zweitem Geschoß und hatte vor etwa 20 Jahren ein weiteres Stockwerk erhalten. Die Untersuchung der Fundamente ergab eine Pfahlrostgründung, die aber nicht überall nachweisbar, also von äußerst zweifelhaftem Werte war. Da der Untergrund aus reinem Treibsand bestand, konnte eine ungünstige Einwirkung auf das Haus eintreten. Es wurde darum während der eigentlichen Absenkung von seinen Bewohnern geräumt und durch starke Stützen abgefangen. Höhenmarken dienten zur Beobachtung von Senkungen und Gipsbänder zur Kenntlichmachung von Rissen. Die durch den Magistrat der Stadt Elbing ausgeführten Messungen zeitigten das Ergebnis keinerlei Bewegungen an dem gefährdeten Hause, so daß dieses nach der Absenkung wieder bezogen werden konnte.

Noch ungünstiger lagen dfe Verhältnisse beim westlichen Übergangspfeiler (Abb. 4 rechts). Der Senkkasten hierfür wurde nur 1,5 m von der „Alten Börse“ entfernt abgesenkt, einem zweistöckigen Holzfachwerkbau, dessen oberes Geschoß Verkaufsräume einer Eisenhandlung enthielt und dessen unteres Geschoß zur Lagerung von Kleineisenzeug diente. Das Haus steht auf einem Pfahlrost, von dem sich die Länge der einzelnen Pfähle nicht feststellen ließ. Dicht neben der „Alten Börse“ herausgezogene Pfähle der alten Brücke gaben zu vermuten, daß die Spitzen etwa auf den Ordinaten — 7,50 bis 8,90 unter NN standen. Da der Übergangspfeiler bis — 10,50 abgesenkt werden mußte, wurde die dem Senkkasten zunächst stehende Pfahlreihe durch schwere Walzträger entlastet, die auf tief eingeschlagenen Pfählen abgestützt waren. Durch die angestellten Messungen und Beobachtungen konnten keinerlei Bewegungen des Hauses oder einzelner Pfähle festgestellt werden.

Diese günstigen Ergebnisse ließen es beim Neubau der Straßenbrücke in Schwedt unbedenklich erscheinen, das linke Widerlager ohne besondere Sicherungsmaßnahmen abzusenken, obgleich der Untergrund Schichten aus Sand enthielt, der bei Störung des Gleichgewichts im Untergrunde zu treiben beginnt, und obgleich die benachbarten Häuser recht ungünstig zum Senkkasten standen (Abb. 3 u. 8 des erwähnten Aufsatzes von Kaumanns). Die Absenkung hatte, wie vorauszusehen war, keinerlei Veränderungen an den Gebäuden zur Folge.

Die Beobachtungen haben gezeigt, daß sich der Boden, der bei Verminderung des Luftdrucks unter den Schneiden hindurch in den Arbeitsraum treibt, genau so verhält, wie ein Material, das aus Silozellen abgezapft wird. Der Boden strömt nicht von den Seiten her zusammen, sondern fällt von oben wie durch einen Schacht herunter. Diese Erscheinung bedeutet eine große Sicherheit für die in der Nähe der abzusenkenden Grundkörper stehenden Fundamente.

VII. Weitere Anwendungen der schrägen Absenkung.

In Abb. 1 bis 4 sind typische Anwendungen der schrägen Absenkung für den Bau von Ufermauern, Wehren und Brückenwiderlagern dargestellt. Im folgenden seien noch einige Beispiele angegeben, die zeigen, daß sich die schräge Absenkung auch den verschiedensten Verhältnissen anzupassen in der Lage ist und überall dort mit Erfolg angewendet werden kann, wo es sich um Übertragung von wagerechten Kräften auf unter Wasser liegenden Baugrund handelt.

In Abb. 14 ist der Querschnitt einer Ufermauer dargestellt, die die Forderung erfüllt, daß die Vorderwand auf 8 m Höhe senkrecht steht, um freien Raum für die anlegenden Schiffe zu geben. Die Wand besitzt oben eine wagerechte eisenbewehrte Platte, die alle 5 m durch eine Rippe unterstützt ist. Die größte Bodenpressung ist trotz der geringen Senkkastenbreite von 4 m beim ungünstigsten Fall nur 3,1 kg/cm². Die Rippe geht durch die eigentliche Wand hindurch bis zur Ebene der Senkkastenrückwand. Ihre landseitige Fläche dient als Leitwand bei der eigentlichen Absenkung. Diese Flächen genügen gegenüber der meist vorhandenen vollen Rückwand, weil der passive Erdwiderstand nur zum Teil ausgenutzt wird. Auch braucht die Rippe nicht bis zur Oberfläche der Absenkebene zu reichen. Unbedingt erforderlich ist bei diesem Entwurf jedoch eine genaue Festlegung der Gründungstiefe vor dem Beginn der Absenkung.

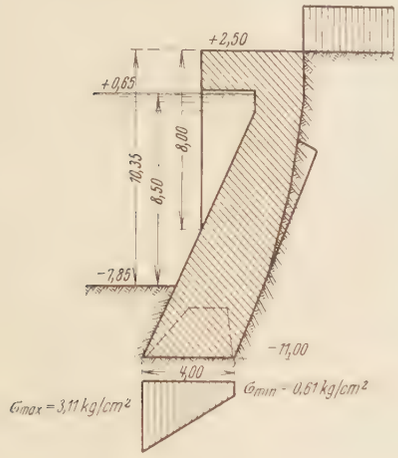


Abb. 14.

Ganz neue Möglichkeiten erschließt die schräge Absenkung dadurch, daß sie gestattet, zwei Grundkörper in der Weise abzusenken, daß ihre oberen Teile zusammenstehen und miteinander verbunden werden, während ihre Füße nach unten hin auseinanderstreben. Es entsteht auf diese Weise ein Bock, von dem der eine Körper auf Druck und der andere Körper auf Zug beansprucht werden kann. Hierdurch wird ermöglicht, wagerechte Kräfte aufzunehmen, ohne daß gleichzeitig nach unten gerichtete äußere Kräfte auftreten.

In Abb. 15 ist der Entwurf für eine Stützmauer in Bockkonstruktion gezeichnet, die dem Druck einer 24 m hohen Erdwand standzuhalten hat. Zur Ersparnis an Betonmassen und Gewicht ist die Mauer aufgelöst, nur eine 1 m starke Wand, der unter Wasser liegende Teil des Druckkörpers und der Senkkasten des Zugkörpers gehen über die Felder durch. Die Tragrippen der Mauer, die auf der Wasserseite liegen, durchdringen die Wand und sind bis zu ihrer Verbindung mit den Zugrippen fortgesetzt. Letztere verbinden die Mauer mit dem als Erdanker wirkenden Senkkasten.

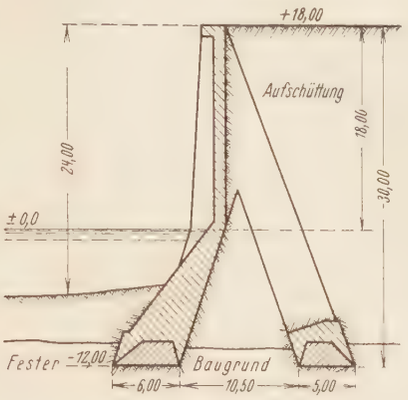


Abb. 15.

Abb. 16 zeigt eine Bockkonstruktion als Verankerungspfeiler für eine weitgespannte Hängebrücke. Einer Beschreibung bedarf die Zeichnung nicht. Man sieht es ihr an, daß das Bauwerk trotz verhältnismäßig geringer Betonmassen wuchtig dasteht und dem Tragseil einen sicheren Halt zu geben vermag.

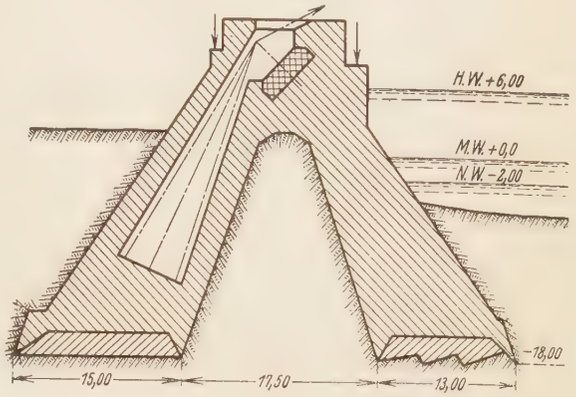


Abb. 16.

In Abb. 17 endlich ist der Längsschnitt durch eine Brücke gezeichnet, und zwar einmal bei Absenkung der beiden Hauptpfeiler auf je einen großen Senkkasten, und darunter bei Ausbildung derselben Pfeiler als Böcke. Während die erstgenannte Pfeilerform als Bauzustand wohl den einseitigen Schub des großen Mittelbogens, nicht aber den des Seitenbogens allein zuläßt, ist die Bockkonstruktion für beide Bauzustände standfest. Außerdem ergab eine für diesen Entwurf aufgestellte Preisermittlung eine erhebliche Kostenersparnis bei Ausführung der Bockkonstruktion.

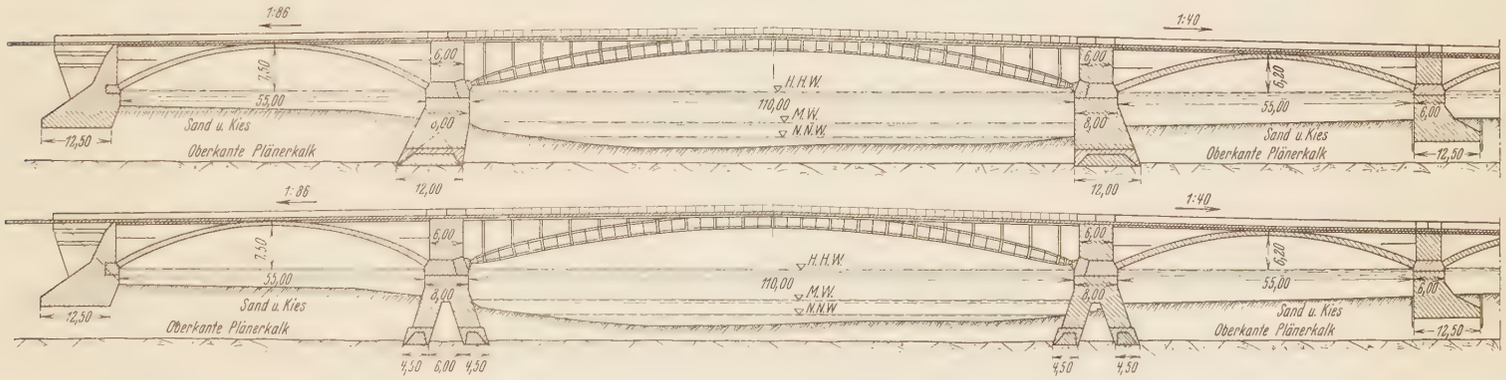


Abb. 17.

Lebenslauf

des Dipl.-Ing. Erich Adolf Ferdinand Paproth

24. 10. 91	geboren in Kyritz, Kreis Ost-Prignitz Staatsangehörigkeit: Preuße Religion: evangelisch.

Allgemeine Schulbildung.

Ostern 98—Oktober 02	Privatknabenschule zu Kyritz,
Oktober 02—Ostern 12	Städt. Realgymnasium zu Brandenburg (Havel), dortselbst Reifeprüfung.

Fachstudium.

Ostern 12—Ostern 20	Technische Hochschule Charlottenburg, Abteilung Bauingenieurwesen,
Ostern 14	Vorprüfung,
August 14—Dezemb. 18	Unterbrechung des Studiums durch Kriegsdienst,
Ostern 20	Diplom-Hauptprüfung.

Fachtätigkeit.

19. 4. 20—31. 3. 21	beim Stadtbauamt Guben N.-L.,
1. 4. 21—31. 10. 22	bei der Ostpreußenwerk A.-G. in Königsberg i. Pr.,
1. 11. 22—31. 3. 24	bei der Bauunternehmung Peter Büscher & Sohn, Münster i. W.,
ab 1. 5. 24	bei der Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., Tiefbauabteilung in Berlin-Wilmersdorf.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.